학술논문

한국터널공학회논문집 2007년 6월
제9권 제2호, pp. 171-182

# 저토피고 대단면 정거장터널의 설계

정윤영[1]*, 최해준[2], 김병주[3], 유봉운[4], 김용일[5], 오성진[6]

# Design on the large section of station tunnel under shallow overburden

**Yun-Young Jeong, Hae-Joon Choi, Byung-Ju Kim, Bong-Won Yu, Yong-Il Kim, Sung-Jin Oh**

**Abstract** For minimizing the effect on the focus of civil traffic and environment conditions related to the excavation at the traffic jamming points, an underground station tunnel was planned with 35.5 m in length and bigger area than 200 $m^2$ in sedimentary rock mass. It faced the case that the overburden was just under 13 m. Not based on a pattern design but on the case histories of similar projects and arching effect, the design of large section tunnel under shallow overburden was investigated on three design subjects which are shape effect on the section area, application method of support pressure, and supporting and tunnel safety. According to the mechanical effect from section shape, a basic design and a preliminary design was obtained, and then supporting method of large section was planned by the supporting of NATM and a pipe roof method for subsidence prevention and mechanical stability. From the comparative study between both designs, it was found that the basic design was suitable and acceptable for the steel alignment of tunnel lining, safety and the design parameter restricted by the limit considered as partition of the excavation facilities. Through the analysis result of preliminary design showing the mechanical stability without stress concentration in tunnel arch level, it also was induced that shape effect of the large section area and yielding load obtained from deformation zone in the surrounding rock mass of tunnel have to be considered as major topics for the further development of design technique on the large section tunnel.

**Keywords:** Large section tunnel, section shape, yielding load, pipe roof, lining stress, velocity vector, shape effect

요 지 도심지 개착구간의 교통 및 환경적인 영향을 최소화하기 위하여 단면적 200 $m^2$ 이상의 정거장터널이 퇴적암반 중에 계획되었으나 토피고가 13m 이하인 설계조건에 직면하게 되었다. 본 연구에서는 패턴설계가 아닌 시공사례와 아칭효과 발현을 기초로 세 가지 요소 - 단면형상의 영향, 작용하중의 적용방법, 지보방안과 터널안정성분석 -를 중심으로 설계방향이 논의되었다. 단면형상의 역학적인 영향에 기초하여 기본설계안과 연구단면안이 유도되었고, 지보방안은 터널천반부의 침하방지 및 역학적인 평형상태를 유지하기위한 파이프루프 보조공법과 NATM의 지보원리를 활용하였다. 두 설계안의 비교분석으로부터, 터널라이닝을 개착구조물의 연장선상에서 제약한 설계조건과 터널안정성 및 철근배근의 시공성에 대해 기본설계안이 적합한 방안임을 확인할 수 있었다. 그리고 동일한 건축한계로 아치부의 응력집중이 발생되지 않는 안정적인 응력분포를 나타내는 연구단면안의 분석결과에서 보듯이 향후 대단면터널 설계기술의 향상을 위해 단면형상의 영향과 이완하중의 적용방안이 심도 있게 검토되어야 함을 알 수 있다.

주요어: 대단면 터널, 단면형상, 이완하중, 파이프루프, 라이닝 부재력, 벡터분포, 형상효과

## 1. 서 론

도심지터널과 근접시공은 도시기능 향상과 사회시설의 고밀도화에 따라 지금까지 많은 시공사례가 보고되고 있으나 시공여건과 근접시설물의 부과조건에 의해 사업특성을 반영하는 설계안을 필요로 한다. 대구지역 OO 공구는 1.8 km 구간 내에 교차로 4개소, 경산소방소와 영남대 박물관 및 대학로 등 3차로 이상을 요구하는 교통소요가 존재한다. 시공 중 장비의 출입을 위한 수직구 및 개착구간 공사로 인한 교통지체도와 오전 첨두시 3 정거장에 인접한 대학로 부근 교차로 서비스수준은 민원발생을 야기할 것으로 예상되었다. 그 결과 3 정거장 전 구간을 개착식으로 굴착·시공할 경우 소요되는 토공비 증가, 기회비용의 증가는 터널굴착의 가능성을 검토하게 하였고, 이로부터 정거장 구간 150 m 중 대학로에 근접한 35.5 m 구간의 경우 대단면(267 $m^2$) 정거장터널이 계획되게 되었다.

설계단계에서 터널상부 전토피고가 11~13 m에 불가

[1]종신회원, (주)청석엔지니어링 터널사업부 차장, 공학박사
[2]종신회원, (주)청석엔지니어링 터널사업부 상무
[3](주)청석엔지니어링 터널사업부 이사
[4](주)청석엔지니어링 터널사업부 대리
[5]정회원, 대우건설 토목기술팀 부장, 공학박사
[6]정회원, 대우건설 토목기술팀 과장
***교신저자: 정윤영** (jrhope@empal.com)

www.kci.go.kr

하고 이중 경암(표 1의 암반분류기준에 의함)의 피복두께가 7 m~9 m인 1D (D: 터널단면의 직경) 이하의 저토피고 조건에서 대단면 공간을 유지할 수 있는 단면설계와 제하중조건의 적용방법 및 지보원리에 대한 이해가 핵심사항이었다.

이를 반영한 설계방향은 표준패턴이 아닌 유사적용사례에 기초한 천반보조공법과 터널단면의 구조적 안정성 그리고 지보방안의 강구로 요약된다. 본 연구에서는 국내·외 대단면 터널의 적용사례를 토대로 설계단면의 형상효과를 알아보고자 세 가지 비교단면을 선정한 후 설계상의 제약조건(저토피고, 라이닝 두께)을 반영한 콘크리트 라이닝의 구조해석을 우선 실시하였다. 해석결과를 토대로 기본단면과 연구단면을 규정하고 지보재 및 지반의 역학적 거동을 고찰함으로써, 제반조건을 적용한 기본설계안의 타당성과 앞으로의 설계적용을 위해 연구 검토할 단면설계안의 주요 내용들을 살펴보고자 한다.

## 2. 지질조건

### 2.1 현장 개요

설계구간(대구 OO공구, 연장 1.8 km)은 백악기 경상분지 내 유천층군들이 분포하는 유천소분지의 서북구에 위치하며, 그림 1의 지질도에 나타낸 바와 같이 중·소단층이 일부 교차하고 안산암질의 중성암맥이 관입하고 있다. 본선 및 정거장터널은 일부 파쇄대를 제외하고 보통암과 경암 구간을 통과하며, 기반암은 10°내외의 층리가 발달한 흑색셰일로 구성되어있다. 주 절리인 층리의 주향과 경사는 N25°~61°W/5°~8°SW으로 터널의 진행방향에 대해 대체로 유리한 방향으로 발달되었다. 발파와 지보설계에서 기준자료가 되는 암반분류는 대구지역의 지질학적 특성을 고려한 암반등급분류기준을 토대로 Q-system과 탄성파(P파)속도와의 상관관계에 따라 표 1과 같이 설정하였다.

정거장터널 인근 암반의 절리군은 굴착방향 N63°E에 대해 그림 2(Rosette Plot)와 같은 양상으로 역학적으로 유리한 방향으로 분포하고 있으며, 상시진동탄성파 탐사결과 대단면이 굴착될 구간은 RQD 57~70의 경암 암반으로 원활한 굴착작업이 가능한 지질조건(그림 3 참조)이 예상된다.

기반암인 흑색셰일은 점판암과 달리 박리현상을 나타

**표 1.** 암반분류기준

| 암반등급 | 경암층 | 보통암층 | 연암층 | 풍화암층 |
|---|---|---|---|---|
| RMR | ≥ 50 | 35~49 | 21~34 | 0~20 |
| Q-value | ≥ 4.05 | 0.73~4.05 | 0.131~0.73 | < 0.131 |
| Vp (m/sec) | ≥ 4140 | 2930~4140 | 1720~2930 | < 1720 |

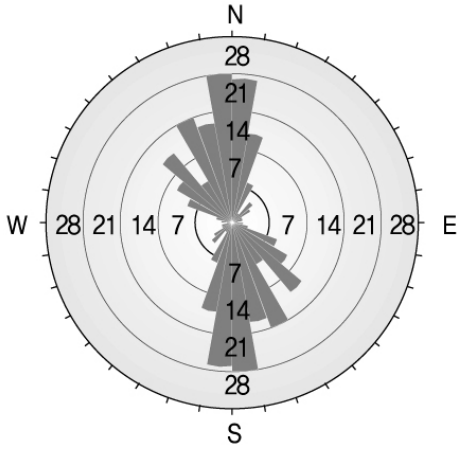



**그림 2.** 정거장터널 인근 암반의 절리군 Rosette Plot

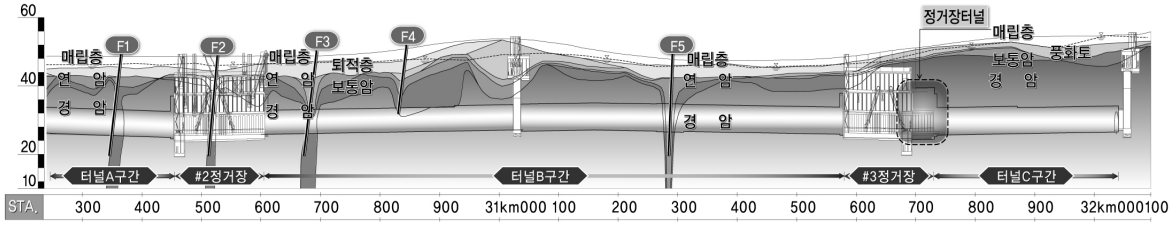



**그림 1.** 과업구간의 지질 종단면도

www.kci.go.kr

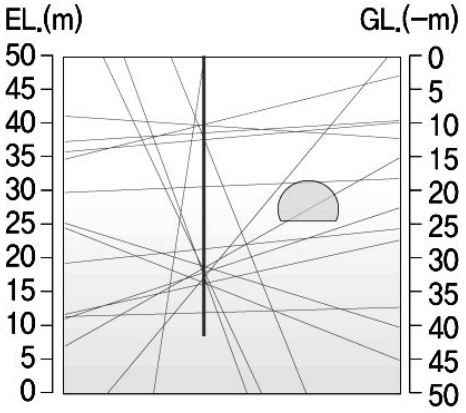



**그림 3.** 막장면 절리패턴

내지 않으나, 층리면에 평행한 방향과 수직한 방향으로 이방성적인 특성이 존재한다. 실내시험의 경우 변형계수의 방향성분을 만족하기 위해 층리의 경사각을 달리한 최소 4개의 시험편에 대해 일축압축시험을 수행하여야 하며, 이방성 측정결과 1.22～1.67의 낮은 이방성을 나타내었다. 현지지반응력은 수압파쇄시험에 의해 측정되었고, 최대수평응력방향과 최소수평응력방향에 대해 각각 1.44～2.04, 1.08～1.49인 측압계수에 해당하는 응력이 작용하였다.

### 2.2 설계정수

정거장터널 설계는 건축한계와 구조적인 안정성을 고려한 단면형상의 최적화, 콘크리트 라이닝의 설계 그리고 암반거동분석의 단계로 이루어지며, 낮은 이방성을 나타내는 암반의 거동은 탄소성 모델에 기초한 연속체 해석이 적용 가능하였다. 탄소성 모델에 적용한 설계정수는 표 2와 같다.

현지반의 응력상태를 모사하기 위한 측압계수의 적용은 최대수평 주응력방향(N20°W)과 정거장터널의 굴착방향을 고려하여 터널 축방향으로 1.5, 터널 반경방향으로 2.0을 적용하였다.

## 3. 단면설계

단면설계의 주요 내용은 100 $m^2$ 이상의 대단면으로서 구조적으로 안정하며 환기·배기를 위한 기능실의 건축한계(46 $m^2$)와 승강장 소요공간을 만족하는 단면형상의 결정이다. 이를 위해 비교단면으로 세 가지 형상을 선정하고 개착정거장 외벽두께 1.2 m를 고려한 콘크리트 라이닝(두께: 1000 mm)에 대해 구조해석을 실시하였다.

### 3.1 세 가지 비교단면

국내에서 대단면 터널정거장으로서 시공된 사례는 1-arch 터널의 경우(단면폭 21～23 m, 높이 15～17 m)와 3-arch 터널의 경우(단면폭 21～24 m, 높이 10 m)로 구분할 수 있으며, 복합지층이 아닌 경암 암반 내에 위치하는 지질조건과 기능실을 포함하는 건축한계 그리고 아칭효과의 극대화를 위해 1-arch 터널을 기준으로 단면형상을 계획 하였다.

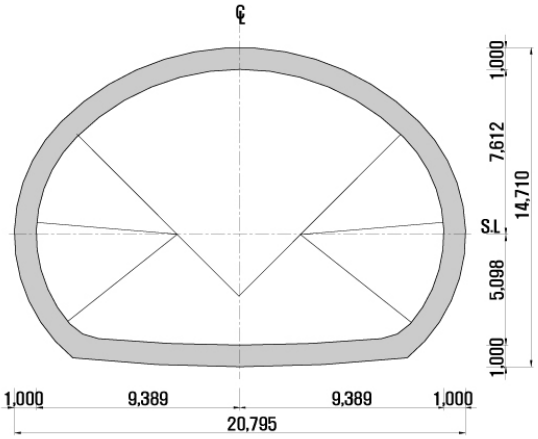
비교단면으로서 터널천반과 측벽부에 곡률반경을 단일하게 형성하여 3심원을 적용한 단면이 그림 4(a), 서울지하철 6호선 녹사평 터널정거장에 시공한 사례로 5심원을 적용한 단면이 그림 4(b) 그리고 일본 건설성에서 200 $m^2$ 정도의 대단면 도심지터널에 대해 제시한 지표(日本地盤工学会, 1999a)에 따라 단면SL (Spring Line) 위 상부에 3심원을 적용한 단면이 그림 4(c)이다.

동일한 건축한계를 적용하더라도 비교단면에 따라 표 3에 제시된 바와 같이 터널 폭과 높이가 상이하며 비교단면 3이 측벽부와 우각부에서 더 큰 공간을 제공할 수 있음을 알 수 있다.

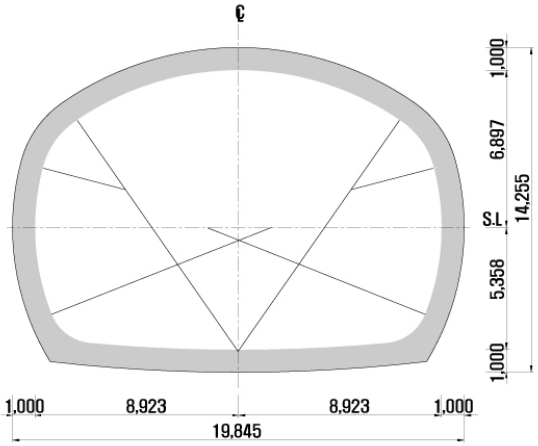
**표 2.** 연속체 해석을 위한 암반 설계정수

| 암 반 층 | 단위중량(kN/$m^3$) | 변형계수(MPa) | 점착력(kPa) | 내부마찰각(°) | 포아송비 | 투수계수(m/sec) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 풍 화 암 | 21.0 | 230 | 33 | 31 | 0.33 | $2.0 \times 10^{-7}$ |
| 연 암 | 23.0 | 2800 | 650 | 32 | 0.27 | $1.6 \times 10^{-7}$ |
| 보 통 암 | 24.0 | 4100 | 860 | 34 | 0.24 | $9.4 \times 10^{-8}$ |
| 경 암 | 26.0 | 5800 | 1250 | 38 | 0.23 | $3.0 \times 10^{-8}$ |

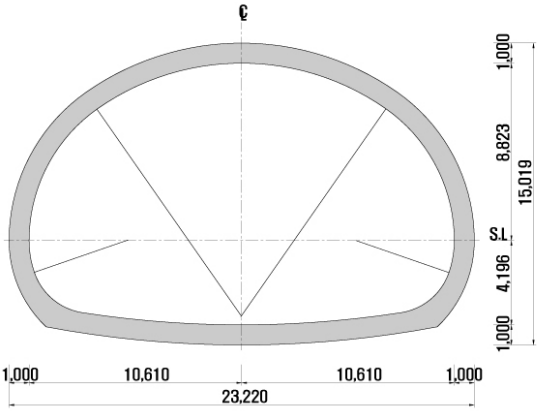
www.kci.go.kr




(a) 비교단면 1




(b) 비교단면 2




(c) 비교단면 3

**그림 4.** 정거장 터널 단면비교

**표 3.** 비교단면간의 크기비교

| 구 분 | 비교단면 1 | 비교단면 2 | 비교단면 3 |
|---|---|---|---|
| 높이 : 터널 폭(m) | 14.71 : 20.80 | 14.26 : 19.84 | 15.02 : 23.22 |
| 높이 / 터널 폭 | 0.71 | 0.72 | 0.64 |

### 3.2 비교단면의 구조해석

비교단면들의 구조적 안정성은 콘크리트 라이닝의 부재력 검토와 보강철근배근의 시공성 검토로 수행된다. 부재력 검토에서 가장 중요한 요소는 작용하중의 조합으로, 본 과업과 같이 최소 토피고가 11 m인 설계 조건에서는 전토피고를 고려한 상재토압을 적용할 것인가 아니면 암반의 소성영역만을 고려한 이완하중을 적용할 것인가에 관한 비교·검토가 필요하다. 안정성 측면과 설계상의 제약에 따라 비교 단면들의 구조적 특성을 검토하기 위해 우선적으로 상재토압을 고려하였고 이완하중의 적용은 비교단면 3과 관련하여 3.2.3절에서 논한다. 작용하중으로서 상재토압·이완하중 이외에 지하수위(지하 1.3 m)를 반영한 잔류수압과 지상의 도로상에 작용하는 노면활화중 그리고 건조수축의 영향을 포함하였고, 검토결과의 신뢰도를 위해 상용프로그램(Midas사의 civil2006)이 활용되었다.

#### 3.2.1 콘크리트 라이닝의 부재력

전토피고를 반영한 작용하중에 대해 터널단면의 구조적 특징은 터널천반(천단부·아치부)의 변형거동에 기인하는 부재력과 상부 암반과 측벽의 응력이 집중되는 우각부의 부재력으로 요약될 수 있다. 그림 5는 천단부, 아치부, 우각부의 모멘트로서 휨응력의 발달양상을 나타내고 있다. 천단부·아치부의 경우 비교단면 1이 비교적 낮은 휨응력을 나타내고, 비교단면 3은 단면폭이 가장 크지만 중간수준의 휨응력이 예상된다. 대체적으로 모멘트의 발생이 천단부 보다 아치부에서 더 큰 값을 나타내어 구조적으로 아치부가 취약할 것으로 판단되지만, 비교단면 3은 천단부와 아치부에서 거의 동일한 모멘트가 발생하여 터널천반에서 구조적으로 휨응력의 분산이 잘 이루어지고 있음을 알 수 있다. 우각부의 모멘트 발생양상도 비교단면 2에서 가장 큰 휨응력의 발생을 암시하였고, 비교단면 1과 단면 3이 비교적 안정적인 값을 보였다. 발생된 모멘트의 크기는 표 4에 제시된 허용치 이하의 수치를 나타내었다.

www.kci.go.kr

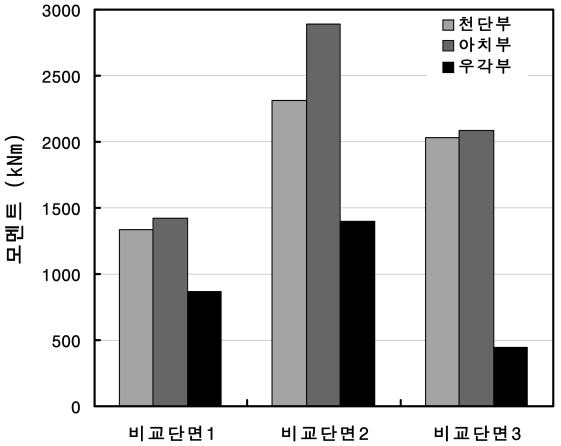



**그림 5.** 비교단면의 모멘트 비교

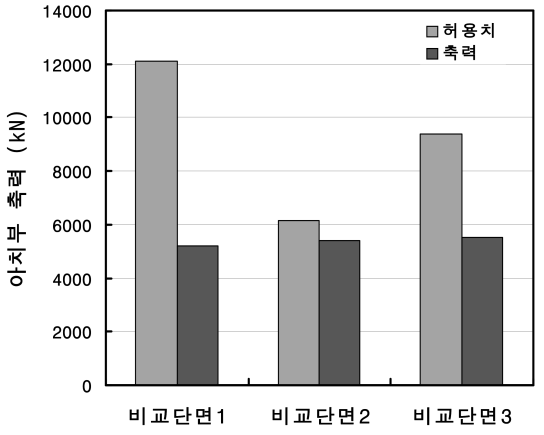
**표 4.** 비교단면의 모멘트 허용치

| 단면구분 | 천 단 부 | 아 치 부 | 우 각 부 |
|---|---|---|---|
| | 모멘트(kN·m) | 모멘트(kN·m) | 모멘트(kN·m) |
| 비교단면 1 | 3466 | 3303 | 2442 |
| 비교단면 2 | 3320 | 3289 | 3141 |
| 비교단면 3 | 3579 | 3558 | 1881 |

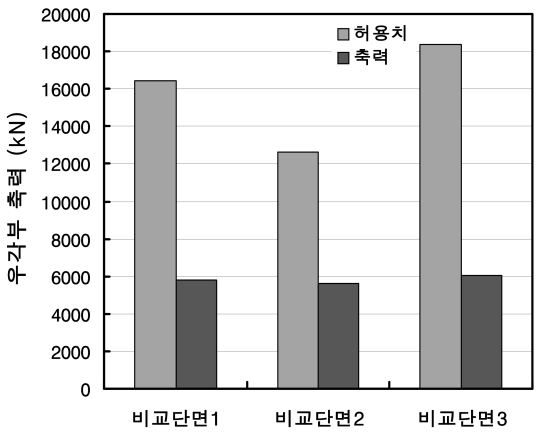
그림 6은 아치부와 우각부에서 라이닝에 작용하는 압축력을 표현하는 축력의 발달양상을 나타낸다. 축력 치의 공학적 유의성을 살펴보고자 콘크리트 설계강도(35 MPa)와 철근의 항복강도(400 MPa)에 기초하여 정의된 설계허용치를 기준으로 발생된 축력의 크기를 비교·검토하였다. 비교단면들의 축력발생은 허용치를 만족하나 비교단면 2의 경우는 허용치에 비교적 근접한 수치를 나타내어 역학적으로 불 만족스런 상태를 나타내었고, 아치부에서 비교단면 1이 보다 더 양호한 응력상태를 나타내었다.

그림 7은 인장균열의 발생을 야기할 수 있는 전단력의 발달양상을 나타낸 것으로, 비교단면들 간의 모멘트 발달정도와 동일한 양상을 보였으며 우각부에서 비교단면 3의 전단력 크기가 다른 두 단면에 비해 매우 낮은 수치를 나타내었다. 이는 우각부에서 양호한 곡률을 제공하는 비교단면 3의 단면형상에 기인하는 것으로 사료된다.

상기한 부재력의 검토결과 발생크기는 비교단면 모두가 설계 허용치 이하의 값을 보이나, 비교단면 2가 역학적으로 가장 불리한 형상임을 알 수 있었다. 또한 터널




(a) 아치부




(b) 우각부

**그림 6.** 비교단면의 축력 비교

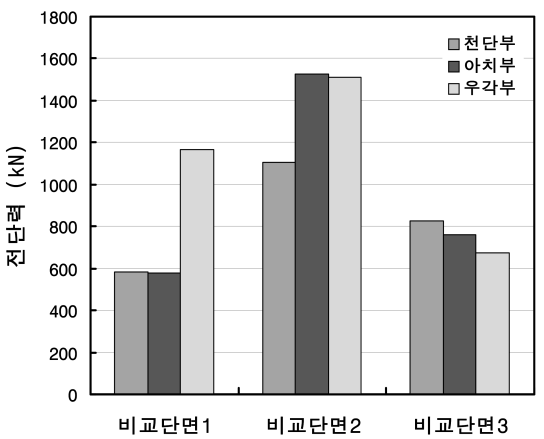



**그림 7.** 비교단면의 전단력 비교

www.kci.go.kr

천반의 응력 상태는 비교단면 3이 비교적 일정한 분포를 나타내었으나 응력 치는 비교단면 1이 낮은 수치를 나타내었고, 우각부의 경우는 비교단면 3이 역학적으로 유리한 단면임을 알 수 있었다.

### 3.2.2 철근배근 검토

부재력 검토를 통해 인지된 단면형상의 역학적 특성을 토대로 1000 mm 두께의 라이닝을 보강하기위해 설계기준, '한국콘크리트학회(2003)'에 따라 산정한 철근량을 검토함으로써 비교단면의 설계 적용성을 검토한다. 표 5는 3.2.1절에서 구한 부재력과 허용 균열폭을 고려하여 산정한 주 철근의 직경 및 배근간격을 요약한 것으로 설계된 철근배근에 사용하중을 적용하여 구한 휨균열폭은 표 6과 같다.

비교단면들에 대해 습윤환경으로부터 구한 허용 균열폭 보다 작고 안정적인 인장균열의 발생이 예상되지만, 비교단면 2와 단면 3은 천단부와 아치부에서 항복강도가 400 MPa인 고강도 철근을 기준으로 29 mm를 초과하는 직경과 100 mm의 배근간격을 나타내었다. 주 철근 배근간격을 40 mm 이상 400 mm 이하로 하는 설계기준과 굵은 골재의 입경(20~40 mm)을 고려할 때 100 mm 이하의 배근간격은 양호한 시공성을 제공하지 못하리라 예상되며, 아치부에서 직경 38 mm의 고강도 철근 사용은 도심지 터널의 시공 례를 벗어나는 것으로 사료된다. 따라서 1000 mm의 라이닝 두께와 전토피고를 적용한 하중조건에서 비교단면 1이 가장 양호한 철근배근을 제시하는 것으로 판단된다.

**표 5.** 보강 철근량의 산정

| 단면구분 | 천 단 부 (직경@간격) (mm) | 아 치 부 (직경@간격) (mm) | 우 각 부 (직경@간격) (mm) |
|---|---|---|---|
| 비교단면 1 | H29@125 | H29@125 | H25@125 |
| 비교단면 2 | H32@100 | H38@100 | H25@100 |
| 비교단면 3 | H32@100 | H32@100 | H25@100 |

### 3.2.3 검토토의 및 이완하중의 적용

저토피 조건이외에 개착부 정거장외벽(두께: 1.2 m)과 연결되는 설계특성상 라이닝 두께를 1000 mm로 설정한 경우, 천단부와 아치부의 부재력 분포는 비교단면 3이 아칭효과에 유리할 것임을 나타내고 철근 배근량의 검토결과는 비교단면 1에서 합리적인 배근량을 제시하고 있다. 그러나 비교단면 2는 토피고 20 m의 경암 암반에 시공된 녹사평 정거장의 단면형상으로 아치부에서 직경 38 mm의 고강도 철근이 소요되고, 비교단면 3은 터널천반과 우각부에서 가장 안정적인 응력분포를 나타내는 단면형상 임에도 불구하고 직경 29 mm를 초과하는 소요량을 나타내고 있다. 이와 같은 결과는 전토피를 고려한 상재토압의 적용이 과중한 작용하중을 초래할 수 있음을 암시한다. 그러므로 설계상의 제약조건 하에서 양호한 응력상태를 나타내고 합리적인 철근 배근량을 제시하는 비교단면 1을 기본 설계단면으로, 아칭효과에 가장 유리할 것으로 판단되는 비교단면 3을 연구단면으로 정의하고 연구단면에 대한 이완하중의 적용성을 검토 하였다.

● 이완고의 산정

이완하중은 암반의 이완범위에 따라 그 크기를 달리하게 되므로 대표적인 암반분류법 RMR(Rock Mass Rating)과 Q-system에 기초한 경험식 식 (1)과 식 (2) 그리고 발파진동속도를 토대로 이완고($H_P$)를 산정하였다. Unal(1983)이 제시한 지보압력 식 (1)에 의한 이완고는 3 m이었고, Barton et al(1974)이 절리특성을 반영하는 Q값과 절리면 거칠기로 유도한 무지보시 지보압력 식 (2)에 의한 이완고는 4.1 m이었다.

**표 6.** 균열폭 검토

| 단 면 | 천 단 부 | | 아 치 부 | | 우 각 부 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 허용균열폭 (mm) | 부재균열폭 (mm) | 허용균열폭 (mm) | 부재균열폭 (mm) | 허용균열폭 (mm) | 부재균열폭 (mm) |
| 비교단면 1 | 0.33 | 0.26 | 0.43 | 0.34 | 0.44 | 0.26 |
| 비교단면 2 | 0.32 | 0.28 | 0.40 | 0.31 | 0.44 | 0.32 |
| 비교단면 3 | 0.32 | 0.25 | 0.42 | 0.31 | 0.44 | 0.10 |

www.kci.go.kr

$$P_V = \left(1-\frac{\mathrm{R}}{100}\right) \cdot \gamma \cdot B,\ H_P = P_V/\gamma \quad (1)$$

$$P_V = \left(\frac{0.2}{J_r}\right) \cdot Q^{-\frac{1}{3}},\ H_P = P_V/\gamma \quad (2)$$

여기서, $\gamma$ : 암반의 밀도(단위중량)
$B$ : 터널 폭
$J_r$ : Barton의 거칠기 계수

설계대상 암반과 유사한 지질특성을 나타내는 석산에서의 시험발파를 통해 얻은 발파진동속도에 삼승근식이 적용 가능했으며 임계진동속도에 도달하는 거리는 1.1 m 임을 알 수 있었다. 따라서 암반 물성치의 변화가 예상 되는 손상영역은 약 1 m 이내인 것으로 판단되며 소성범위는 최대 4.1 m까지 예상되었다. 이완고는 이완하중을 적용하는 범위로서 3.5 m까지 고려하는 것이 역학적으로 타당하리라 사료되었다.

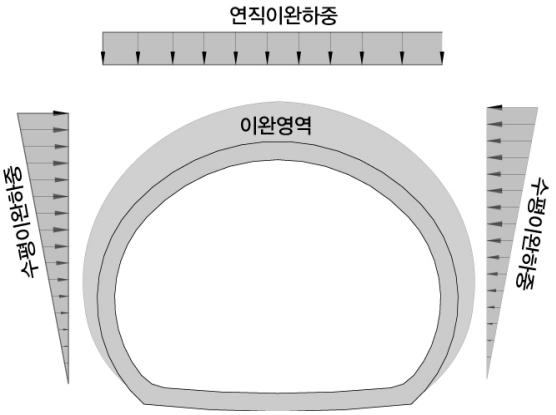



**그림 8.** 이완하중의 적용패턴

이완하중의 적용 시 작용하중의 기타조건은 앞서 논한 바와 동일하나 지중의 수평압력과 연직압력은 예상되는 지반변위의 양상을 고려하여 그림 8과 같이 적용되었다.

● 이완하중의 적용결과

전토피고가 아닌 암반의 소성영역으로 작용하중의 적용범위가 한정되므로 라이닝 두께를 1000 mm, 800 mm, 600 mm로 달리하여 연구단면의 구조적 특징을 검토하였다. 동일한 작용하중과 내부 단면적 하에서 천단부와 아치부의 부재력 — 모멘트(M), 축력(P), 전단력(S) — 은 표 7에 기술된 바와 같이 라이닝 두께에 따라 다른 양상을 보였다. 축력은 역학적으로 의미 있는 차이를 나타내지 못했으나 라이닝 두께의 감소에 따라 모멘트의 감소 경향은 두드러짐을 보였다.

설계허용치(øM)에 부합하는 부재력을 만족하며 허용균열폭 이하의 균열형성이 가능한 철근배근은 천단부와 아치부에 대해 표 8과 같이 요약 되었다.

상기의 결과로부터 이완하중의 적용은 부재력의 감소, 이에 따른 설계허용치의 하향설정 그리고 철근배근의 시공성 향상을 초래할 것임을 알 수 있었다. 그리고 단면 폭이 23 m에 이르는 연구단면이 600 mm의 라이닝 두께, 직경 22 mm의 고강도철근, 125 mm의 배근간격으로 구성되는 라이닝 설계가 가능하다는 사실은 저토

**표 7.** 천단부와 아치부의 부재력

| 라이닝 두께 (mm) | 천 단 부 | | | 아 치 부 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | M (kN·m) | P (kN) | S (kN) | M (kN·m) | P (kN) | S (kN) |
| 1000 | 1446 | 2769 | 550 | 1430 | 3459 | 537 |
| 800 | 1063 | 2869 | 450 | 1074 | 3391 | 511 |
| 600 | 484 | 2961 | 288 | 504 | 3285 | 334 |

**표 8.** 철근배근 설계치와 설계허용치

| 라이닝 두께 (mm) | 천 단 부 | | 아 치 부 | |
|---|---|---|---|---|
| | 철근배근 (직경@간격) | øM (kN·m) | 철근배근 (직경@간격) | øM (kN·m) |
| 1000 | H29@125 | 3358 | H25@125 | 3326 |
| 800 | H25@125 | 2201 | H25@125 | 2229 |
| 600 | H22@125 | 1156 | H22@125 | 1124 |

www.kci.go.kr

피 지반조건에서도 기반암의 상태에 따라 이완하중의 적용성을 검토할 필요가 있음을 지시한다.

## 4. 지보설계

기본단면과 연구단면의 형상으로 각각 설계된 터널의 지반공학적인 안정성을 해석적으로 검토하기에 앞서 지보설계 방안에 대해 논한다.

### 4.1 천반보조공법

기존 구조물에 근접하거나 수십 m 이내의 천부심도에 시공되는 도심지 터널의 경우, 연암정도의 암반조건이라면 터널천반의 변형억제를 효과적으로 수행하기 위한 보조공법과 NATM 공법의 원리를 활용한 시공이 적극 검토되고 있다.

천반침하의 억제와 지반강성 향상을 위한 보조공법으로 휘폴링, 파이프루프, 강관다단그라우팅공법 등이 있으나 57 이상의 RQD와 층리가 존재하는 셰일층에서 그라우트의 침투는 마이크로시멘트를 사용하더라도 시공효과가 미미하므로, 퇴적암반에서 선행 변위량의 억제효과가 확인된 바(김상수, 2003; Volkmann & Schubert, 2006)있는 파이프루프를 채택하였다. 파이프루프의 설계는 작용모멘트와 처짐량을 계산한 선행연구(류근무, 1984)에 따라 검토한 구조적인 안정성에 기초하였다.

인근건물의 발파진동속도 허용치에 의해 산정한 굴진장($L$) 1.0 m에 대해 작용모멘트($M$)는 강관에 가해지는 상재하중을 개별강관의 분포하중($w$)으로 고려하여 식 (3)과 같이 구하였다. 상재하중의 산정은 단면굴착에 앞서 시공되는 강관이 암반굴착 후 에너지해방 효과에 의해 이완고에 해당하는 응력과 지하수압 그리고 노면활하중을 일시에 받게 되는 현상에 주목하였다.

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{81.4 \times 1.0^2}{8} = 10.2\ kN \cdot m \quad (3)$$

$\because\ w = w^*/2 \fallingdotseq 81.4\ kN/m$ (강관 C.T.C: 6.0 m × 0.6 m → 1 m 단면폭 내 최소 2개)

$w^* = 56\ kN/m^2$(상재하중) + $96.8\ kN/m^2$(잔류수압) + $10\ kN/m^2$(활하중) = $162.8\ kN/m^2$

식 (3)에서 구한 작용모멘트를 식 (4)에 대입하여 강관의 응력을 구하고 직경 114 mm, 두께 9 mm인 구조용 탄소강관의 허용응력과 비교하면

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{10.2 \times 10^6}{58.5} = 174\ MPa < 210\ MPa \quad (4)$$

$\because$ 단면계수 $Z = 58.5 \times 10^{-6}\ m^3$, 단면 2차 모멘트 $I = 412 \times 10^{-8}\ m^4$ : 허용응력 = $210\ MPa$

강관의 응력이 허용응력 이하의 값으로 안정하다는 것을 알 수 있다. 또한 식 (5)에서와 같이 처짐량($\delta$)도 허용치이하 임을 알 수 있다.

$$\delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 81.4 \times 1.0^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 412 \times 10^{-8}} = 1.22\ mm < 2.5\ mm \quad (5)$$

$\because$ 강관의 탄성계수 E = $2.1 \times 10^5\ N/mm^2$, 허용처짐량 = $\frac{1.0}{400} = 2.5\ mm$

### 4.2 지보방안

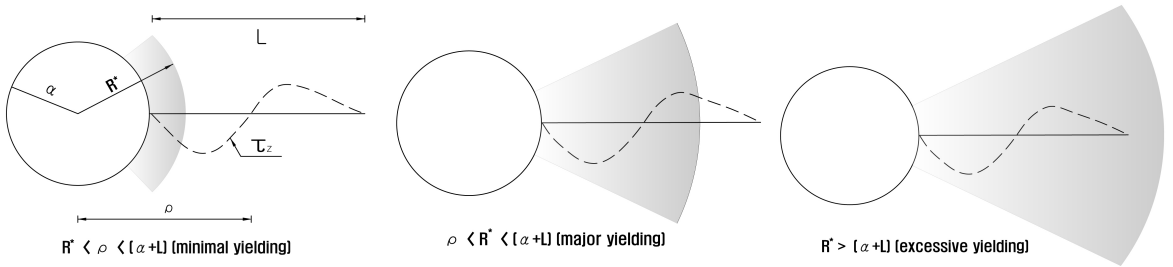
천반안정을 위한 보조공법과 더불어 굴착단면 안정을 위한 지보방안의 핵심은 암반자체의 전단저항능력을 더욱 향상시키기 위한 록볼트의 적정설계와 지보의 시공성과 대단면을 고려한 격자지보재와 강섬유 보강숏크리트의 활용이다.

#### 4.2.1 록볼트 설치 개요

록볼트 설치는 경험식에 따라 설계되기도 하나, 등가소성영역을 고려한 록볼트 길이와 암반변위 억제를 위한 볼트밀도에 관한 연구(Indraratna & Kaiser, 1990)를 토대로 설계하였다. 등가소성영역은 그림 9와 같이 단면반경($a$), 록볼트 길이($L$), 록볼트 내 전단응력 변환지점($\rho$), 등가소성영역의 직경($\Re^*$)에 관해 세 가지 카테고리로 나누어진다.

카테고리 I은 적정한 길이의 록볼트가 적절한 밀도로 설치된 상태이며, 록볼트의 최소길이는 카테고리 II를 만족해야한다. 록볼트 전체길이가 소성영역에 포함되는 카테고리 III인 경우 록볼트 설치밀도를 증가시킴으로써 카테고리 II로 전이될 수 있으나 록볼트 길이를 조기에

www.kci.go.kr




(a) 카테고리 I (b) 카테고리 II (c) 카테고리 III

**그림 9.** 등가소성영역의 세 가지 카테고리

증가시킴으로써 보다 양호한 변위억제효과가 있음이 일본열도 알프스지역의 Enasan 터널 시공사례를 통해 밝혀진 바 있다.

본 연구의 기본단면과 연구단면에 적용한 록볼트 설계는 3단 분할굴착 중 두 번째 벤치가 굴착되고 천단변위가 수렴할 것으로 예상되는 단면에 내접하는 원의 반경(5.5 m)을 $a$로 정의하고, 록볼트 길이가 단면 반경의 80%일 때 설치밀도를 0.15 이상으로 설정하는 검토 안에 기초하였다. 설계 적용 안으로서 암반의 자체 지보력을 손상시킬 수 있는 과지보를 피하기 위해 내접원 반경의 90% 수준인 록볼트 길이에 대해 0.15의 볼트밀도를 설정하였다. 그러므로 아치부와 측벽부에 설계 적용된 록볼트 길이는 5 m로 결정되었고 볼트밀도($\beta$) 0.15, 마찰계수($\lambda$) 0.5, 볼트직경($d$) 25 mm에 대해 록볼트의 종·횡방향 설치간격($S_L$, $S_T$)의 기준 치는 식 (6)과 같이 구하였다.

$$\beta = \frac{\pi \cdot d \cdot \lambda \cdot a}{S_L \cdot S_T}, \ \therefore S_L \cdot S_T = 1335200\ mm^2 \quad (6)$$

따라서, 록볼트 설치간격의 기준: 1.2 m

기준치를 고려한 설계 적용간격은 C.T.C 1.0 $m \times 1.2\ m$로 결정하였다.

### 4.2.2 지보설계안

저 경사각의 층리가 발달되고 급격한 지질학적 변화가 없는 저토피의 대단면에 대해 지보재에 작용하는 응력은 3.2.1절에서 검토되어진 부재력과 유사하게 단면 직상부보다 아치부 부근에서 전단력의 발생이 두드러지리라 판단되어, 록볼트의 적용은 천단부와 인버트를 제외한 단면요소 — 아치부, 측벽부 — 로 나누어 달리 적용하였다. 인버트는 이축 평면응력상태의 터널단면에 관한 실험결과(정형래와 김종우, 2006)에서 발견되는 하반융기에 대응하며 저토피 대단면의 구조적 폐합을 위해 계획하였다.

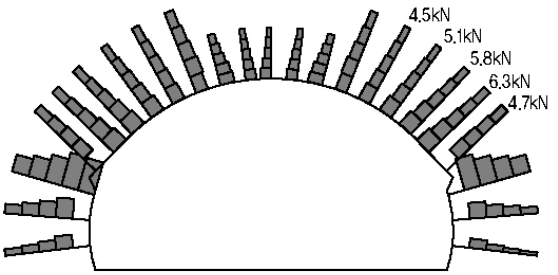



**그림 10.** 록볼트 설치에 의한 록볼트 축력분포

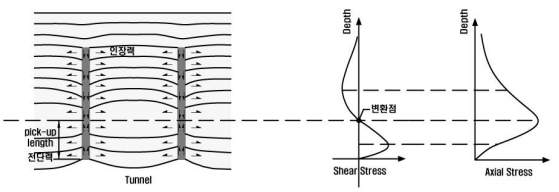



**그림 11.** 록볼트 설치에 의한 이론적인 전단력 및 축력분포

아치부와 측벽부의 록볼트는 주요한 5가지 기능(김승렬, 2004)중 봉합작용, 아치형성작용, 전단 저항능력의 증대에 의한 지반보강작용에 주안점을 둔 외경 34 mm의 전면 접착형으로 록볼트의 길이와 설치간격은 4.2.1절에서 결정한 바대로 설계안에 반영하였다. 지반조건상 최대 침하가 예상되는 천단부의 록볼트는 최대한 천단침하를 억제하고 정착초기부터 암반에 록볼트의 인장력과 동일한 내압을 작용시켜 아치부에 형성된 암반의 지내력이 조기에 전파되어 아칭효과가 유발될 수 있도록 스웰렉스 록볼트(Swellex rock bolt)로 선정하였다. 스웰렉스 록볼트의 길이는 사암과 세일 층의 퇴적암반에

www.kci.go.kr

적용한 사례로 0.5 m의 부착 길이라면 암반에서 마찰력에 의한 저항력이 충분히 전달됨을 고찰한 연구(지왕률과 유인항, 1998)를 근거로 3 m인 상용규격을 적용하고 설치간격은 전면 접착형 록볼트와 동일하게 하였다.

그림 10은 지보설계안을 설계지반조건에 적용하여 상용프로그램(FLAC 2D, Ver. 4.0)으로 구한 록볼트의 축력분포로서, 그림 11에 제시된 록볼트 설치에 의한 이론적인 축력분포와 동일한 경향을 나타내므로 록볼팅에 의한 지내력형성과 응력전이에 의한 아칭효과가 기대되었다.

대단면 터널 설계시 굴착단면적 증가와 강제지보공법의 시공성 악화에 대해 고려해야할 사항인 고규격 강아치지보재의 활용과 인장·휨응력에 강한 숏크리트의 적용에 대한 조치로서, 단위중량이 H형강의 54%에 불과하지만 520 MPa 이상의 항복강도를 나타내는 격자지보재를 천반부에 적용하고 터널벽면에 강섬유 보강숏크리트를 타설하였다. 타설 두께는 녹사평 정거장의 시공사례와 대단면 지보기준(日本地盤工学会, 1999b)에 따라 250 mm로 설계하였다.

## 5. 터널안정성 분석

상기의 단면설계와 지보설계를 통해 저토피 대단면 터널에 적용 가능한 지보방안을 토대로 단면형상에 따라 기본설계안과 연구단면안을 유도할 수 있었고, 이를 검증하고자 시공대상 지역의 암반조건을 반영한 터널의 안정성을 탄소성모델에 기초한 해석적 기법으로 검토하였다.

### 5.1 지반의 변형거동

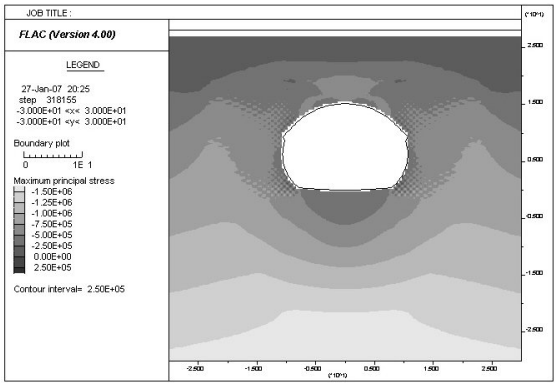
그림 12와 그림 13은 기본설계안과 연구단면안에 대해 주응력과 물리량의 변화양상을 나타내고 있다. 기본단면안의 경우 아치부에서 주응력의 변화가 예상되었고 우각부에서 물리량(응력, 변위)의 발생이 터널안쪽으로 집중되었다. 이에 반해 연구단면안의 경우 천단부와 아치부에서 주응력의 변화가 없고 우각부에서 물리량의 발생방향이 터널중심보다 인버트 쪽으로 전이되었다. 천단 침하량은 두 안에 대해 각각 1.46 mm, 1.87 mm로 일본의 침하관리기준치를 고려해서 산정한 침하기준치 10 mm와 비교할 때 매우 안정적인 수치를 나타내었다.

터널의 내공변위는 표 9에 기술한 주요 단면부의 변위량 으로부터 5 mm 이내의 크기가 예상되어 두 안 모두 안정적인 설계임을 알 수 있다.

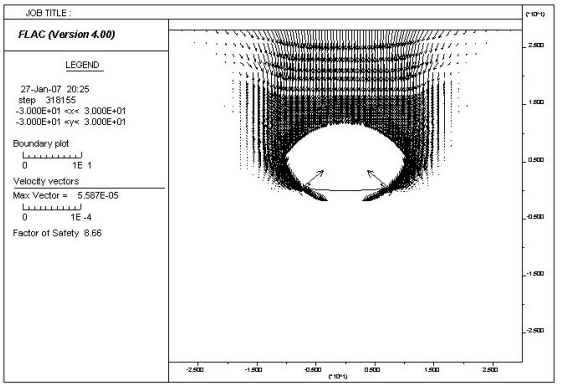
### 5.2 지보재 응력

상기한 지보 안에 따라 지보된 터널단면에서 지보재에 발생하는 응력은 평면응력상태의 경우 숏크리트의 작용응력과 록볼트 축력으로 묘사된다. 숏크리트의 작용응력은 휨응력과 전단력의 조합하중에 의해 발생하는 부재력으로 표 10과 같이 기본설계안의 경우 허용치(숏크리트 항복강도의 40%) 대비 최대 46%, 연구단면안의 경우 57%인 응력치를 나타내었다.

표 11에 제시된 록볼트 축력 또한 두 설계안 모두 허용치(최대 지지력의 57%) 이하의 수치를 나타내었고, 연구단면안의 경우가 천단부와 아치부에서 좀 더 안정



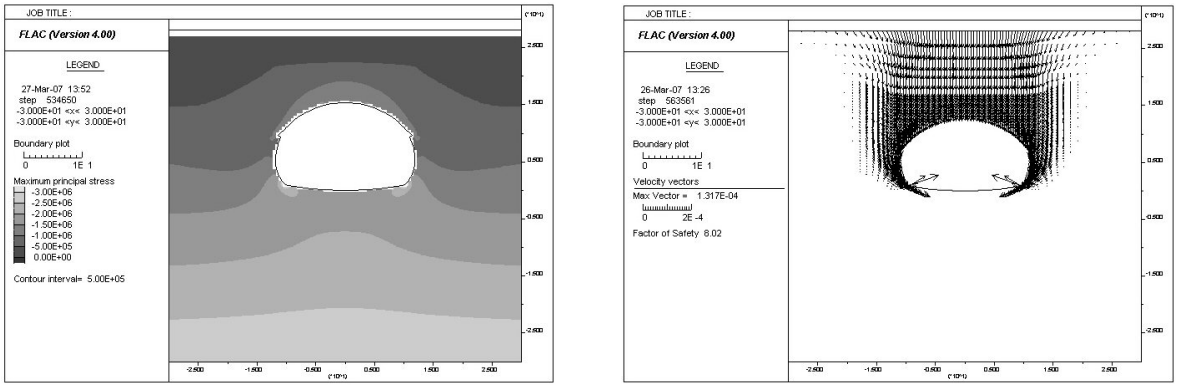

(a) 주응력도




(b) 물리량의 벡터분포 (velocity vector)

**그림 12.** 기본단면안의 변형거동

www.kci.go.kr




(a) 주응력도 (b) 물리량의 벡터분포 (velocity vector)

**그림 13.** 연구단면안의 변형거동

**표 9.** 주요 단면부의 변위량

| 설 계 안 | 천 단 부 (mm) | 측 벽 부 (mm) | 우 각 부 (mm) |
|---|---|---|---|
| 기본설계안 | 1.46 | 2.09 | 1.26 |
| 연구단면안 | 1.87 | 2.06 | 1.25 |

**표 10.** 숏크리트의 작용응력 분포

| 설 계 안 | 천 단 부 (MPa) | 아 치 부 (MPa) | 측 벽 부 (MPa) | 허 용 치 (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 기본설계안 | 3.93 | 3.95 | 3.05 | 8.40 |
| 연구단면안 | 4.76 | 4.66 | 3.25 | 8.40 |

**표 11.** 록볼트 축력분포

| 설 계 안 | 천 단 부 (kN) | 아 치 부 (kN) | 측 벽 부 (kN) | 허 용 치 (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 기본설계안 | 4.95 | 8.22 | 12.0 | 85.9 |
| 연구단면안 | 1.74 | 5.14 | 25.5 | 85.9 |

적인 수치를 보였다. 따라서 터널천반의 안정면에서는 연구단면안이 합리적이라 판단된다.

## 6. 결 론

본 연구는 최소 토피고가 11 m에 불과한 저토피고의 대단면 터널과 관련하여 세 가지 요소를 토대로 설계방향을 검토하였다. 첫 번째 요소는 단면형상의 영향으로 국내외 설계 예와 기준에 기초한 세 가지 비교단면을 선정하여 부재력을 검토한 결과 터널천반과 측벽부에 단일한 곡률반경을 적용한 기본단면도 허용치를 만족하나 상부 3심원을 적용하여 우각부에도 일정한 곡률반경을 제공하는 연구단면이 천반부의 응력분포에 유리한 형상임을 알 수 있었다. 두 번째 요소는 작용하중의 적용방법으로 전토피고를 반영한 상재토압을 적용하며 라이닝 두께를 1000 mm로 산정한 경우, 기본설계안이 비교적 합리적인 철근 배근량을 제시했으나 역학적으로 유리한 연구단면안의 경우 시공성이 불량한 직경 32 mm의 고강도 철근이 소요되었다. 이로부터 이완하중의 적용가능성을 인지하고 연구단면안에 적용한 결과 600 mm의 라이닝 두께와 직경 22 mm의 고강도 철근으로도 라이닝 설계가 가능하였다. 세 번째 요소는 저토피 대단면에 대한 지보방안과 터널안정성분석으로 지보방안의 핵심사항은 파이프루프의 적정설계, 이완고를 고려한 록볼트 길이 및 록볼트 밀도, 천단부의 스웰렉스 록볼트 적용에 의한 암반 지내력의 조기전파, 강섬유숏크리트의 적정두께 등으로 요약될 수 있다. 현지반의 제반조건을 적용한 터널안정성분석을 통해 기본설계안과 연구단면안 모두 허용치 이내의 안정적인 변형거동을 나타내었고 터널주변의 응력분포는 연구단면안이 더 유리함을 알 수 있었다.

이러한 연구결과는 기본설계안의 안정성과 합리성에 대한 자료를 제공하고 있지만, 향후 대단면 터널설계에서 단면형상에 대한 고찰과 저토피고 조건이라도 암반상태에 따라 이완하중의 적용이 검토되어야할 필요가 있음을 대변한다.

www.kci.go.kr

## 참고문헌


1. 김상수 (역) (2003), 도시의 NATM 터널공법, 건설정보사, 서울, pp. 166-170.
2. 김승렬 (2004), 도시철도기술자료집(3) 터널, 이엔지·북, 서울, pp. 71-74.
3. 류근무 (1984), “Pipe roof 공법소개”, 대한토목학회지, Vol. 32, No. 5, pp. 62-67.
4. 정형래, 김종우 (2006), “이방성 암반의 방향성과 측압조건을 고려한 터널 모형실험 연구”, 터널과 지하공간, Vol. 16, No. 4, pp. 313-325.
5. 지왕률, 유인항 (1998), “바쿤 가배수로 터널의 최적지보설계”, 터널과 지하공간, Vol. 8, pp. 296-306.
6. 한국콘크리트학회 (2003), 콘크리트 구조설계기준 해설, 기문당, 서울, pp. 73-143.
7. 日本地盤工学会 (1999a), NATMにおける予測と実際, 社団法人地盤工学会, 東京, pp. 268-269.
8. 日本地盤工学会 (1999b), NATMにおける予測と実際, 社団法人地盤工学会, 東京, pp. 271-272.
9. Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974), “Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support”, Rock Mechanics, Vol. 6, pp. 189-236.
10. Indraratna, B., Kaiser, P. K. (1990), “Design of grouted rock bolts based on the convergence control method”, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 27, No. 4, pp. 269-281.
11. Unal, E. (1983), Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs, Ph.D. Thesis, Pennsylvania State University, pp. 355.
12. Volkmann, G.M., Schubert W. (2006), “Contribution to the design of tunnels with pipe roof support”, Proc. of ISRM International Symposium 2006, Singapore, pp. 125.

**정 윤 영**
(주)청석엔지니어링
터널사업부
차장
E-mail: jrhope@empal.com

**최 해 준**
(주)청석엔지니어링
터널사업부
상무
E-mail: hjchoi@cse.co.kr

**김 병 주**
(주)청석엔지니어링
터널사업부
이사
E-mail: bjkim@cse.co.kr

**유 봉 운**
(주)청석엔지니어링
터널사업부
대리
E-mail: bwyou@cse.co.kr

**김 용 일**
대우건설
토목기술팀
부장
E-mail: 8915364@dwconst.co.kr

**오 성 진**
대우건설
토목기술팀
과장
E-mail: senseoh@dwconst.co.kr


www.kci.go.kr